

Análise comparativa da avaliação dos efeitos de 2ª ordem de acordo com distintos formatos de segurança propostos pelo EC2



João Santos¹



João Vinagre²

RESUMO

O Eurocódigo 2 Parte 1[1] (§5.7) (EC2.P1) e Parte 2[2] (§5.7) (EC2.P2) apresentam diferentes abordagens no que respeita à aplicação de análises não lineares (a.n.l.) em projecto.

Os distintos formatos de segurança propostos, baseados na adopção de coeficientes parciais ou num coeficiente global coabitam o mesmo regulamento, que, por princípio, visa a uniformização de procedimentos. No entanto, em a.n.l., as relações constitutivas são, afectadas de modos diferentes: por coeficientes parciais de segurança minorativos (Parte 1); ou por coeficientes parciais de segurança majorativos (Parte 2). Enquanto pela Parte 1, a a.n.l. conduz à obtenção dos esforços resistentes, pela Parte 2 é pressuposto a posterior aplicação de um factor de segurança global aos esforços obtidos naquela análise.

Esta incongruência é a principal motivação para os estudos realizados, com o objectivo de se compreender quais as diferenças entre as duas metodologias, quando aplicadas à avaliação de efeitos de 2ª ordem de um elemento estrutural, através de análises física e geometricamente não lineares.

Neste artigo são apresentados os resultados de um estudo paramétrico efectuado ao nível da resistência da secção e da deformabilidade lateral de elementos isolados, com recurso a um programa de a.n.l. física e geométrica desenvolvido para estruturas de betão armado. Quantifica-se o impacto dos formatos de segurança, na deformabilidade lateral dos elementos, e tecem-se comentários sobre a adequabilidade de cada uma das metodologias propostas em a.n.l.

Palavras chave: pilares; efeitos de 2ª ordem, betão armado, análise não linear, segurança estrutural

¹ Instituto Politécnico de Setúbal, Escola Superior de Tecnologia do Barreiro, 2830-001 Lavradio, Barreiro, Portugal.
joao.santos@estbarreiro.ips.pt

² Instituto Politécnico de Setúbal, Escola Superior de Tecnologia do Barreiro, 2830-001 Lavradio, Barreiro, Portugal.
joao.vinagre@estbarreiro.ips.pt

1. INTRODUÇÃO

O EC2.P1[1] propõe, em a.n.l., a aplicação de coeficientes parciais de segurança distintos às relações constitutivas dos materiais aço e betão, cujo objectivo é o de minorar as suas resistências características, de modo a permitir que os esforços resistentes obtidos na análise respeitem os critérios de dimensionamento. No entanto, para idêntica situação, o EC2.P2[2], propõe uma metodologia diferente, baseada em duas fases: execução de uma a.n.l. até à rotura com recurso a relações constitutivas características afectadas de coeficientes parciais (majorativos) com posterior aplicação, aos esforços de rotura, de um coeficiente global de segurança de forma a obter os esforços de cálculo.

Neste artigo procede-se à apresentação dos modelos especificados pelo regulamento (sua compreensão e análise das diferenças resultantes da aplicação dos distintos formatos de segurança) e à avaliação do impacto dos formatos de segurança propostos: (i) ao nível da resistência das secções e, (ii) ao nível da avaliação da deformabilidade lateral dos elementos (efeitos de 2ª ordem).

2. FORMATOS DE SEGURANÇA PROPOSTOS

A abordagem clássica de dimensionamento e que está associada à metodologia do EC2.P1[1] é baseada nos coeficientes parciais de segurança e passam pela (i) concepção/pré-dimensionamento do elemento estrutural segundo as boas práticas de engenharia estrutural, (ii) a a.n.l. da estrutura considerando todas as combinações de acções possíveis, sendo os resultados obtidos nas secções críticas referenciados como os esforços de dimensionamento, onde cada caso de carga vem afectado do respectivo coeficiente parcial de segurança majorativo das acções, (iii) quantificação da resistência da secção, determinada a partir dos valores de cálculo dos materiais, onde a reserva de segurança é aplicada ao nível do material, pela redução dos seus valores característicos e, por último, (iv) pela verificação de segurança, que será satisfeita sempre que a resistência for superior à solicitação[3][4]:

$$S_d \leq R_d \quad (1)$$

Refira-se que a metodologia dos coeficientes parciais de segurança permite a garantia de verificação da segurança do material nas secções críticas, embora se desconheça a probabilidade de rotura.

Por sua vez, o EC2.P2[2], propondo uma metodologia distinta, resultante da intervenção na sua elaboração de uma equipa técnica com diferente visão sobre o tema, pressupõe a execução de uma a.n.l. até à rotura com recurso a relações constitutivas características afectadas de coeficientes parciais (majorativos) com posterior aplicação, aos esforços de rotura, de um coeficiente global de segurança de forma a obter os esforços de cálculo. Exemplifica-se, na Fig. 1 a) o modelo de aplicação do formato de segurança proposto pelo regulamento para os casos de um comportamento mais que proporcional das resistências em relações às acções e que passam por: i) cálculo dos esforços internos associados à rotura, devidos à carga aplicada, obtidos através de uma a.n.l. até se atingir o ponto A sobre a envolvente resistente da secção – curva “a”; ii) redução dos esforços internos do ponto A para o ponto B, resultante da aplicação do coeficiente global de segurança, γ_O , sobre a curva representativa do caminho dos esforços resistentes “c”; iii) o resultado da aplicação do coeficiente de segurança relativa às incertezas do modelo quanto a resistência, γ_{Rd} , é efectuada por linearização, reduzindo o vector **OB** até ao ponto C, cuja distância à envolvente da secção transversal traduz a medida do nível de segurança requerido[5][6]. Em geral, o ponto C não pertence ao caminho dos esforços internos “c”. De forma a contornar o problema é possível optar por considerar o ponto D, inserido no caminho de resposta e situado na intersecção com a curva “b”, homotética da envolvente de resistência “a” passando por C. Quando o procedimento for efectuado considerando $\gamma_{Rd} = \gamma_{Sd} = 1,00$ e o coeficiente global, $\gamma_{O'} = 1,27$, a verificação de segurança é satisfeita se

$$M_{Sd} \leq M_{Rd} \left(\frac{q_u}{\gamma_{O'}} \right) \quad \text{e} \quad N_{Sd} \leq N_{Rd} \left(\frac{q_u}{\gamma_{O'}} \right) \quad (2)$$

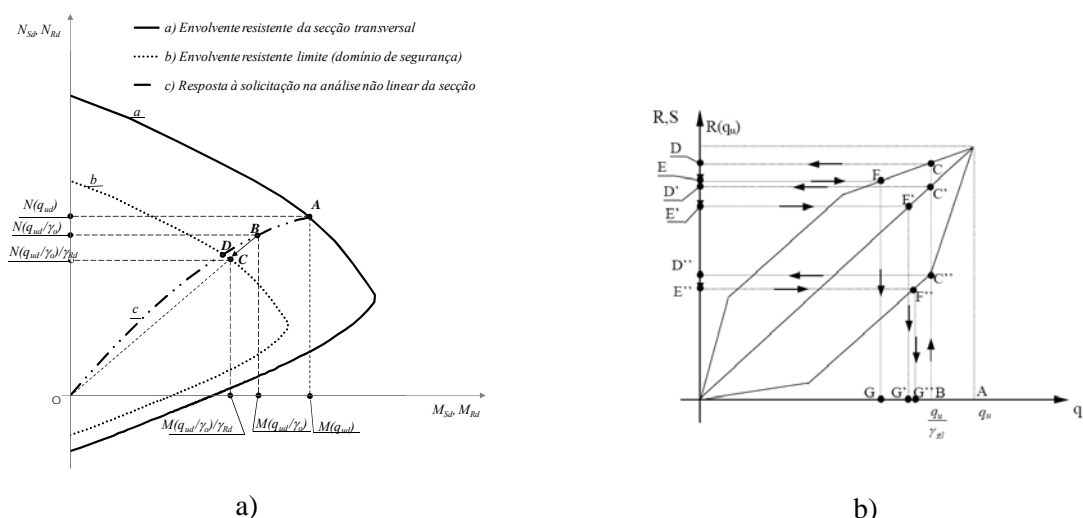


Figura 1. a) Combinação da interacção dos esforços resistentes N e M ; b) comportamentos das resistências em relação às acções (problemas unidimensionais) [Mancini, 2002][6];

2.1. Coeficientes parciais de segurança para as acções

O EC2.P1[1] e o EC2.P2[2] preconizam os seguintes coeficientes parciais de segurança a adoptar:

Quadro 1. Coeficientes parciais de segurança para as acções.

	Tipo de acção	Coeficiente parcial de segurança	Acções desfavoráveis	Acções favoráveis
EC2.P1*	Permanente	γ_G	1,35	1,15
	Variável	γ_Q	1,50	0,00
EC2.P2	Qualquer	γ_{Sd}	1,15	1,15

* O EC2.P1 remete para o Eurocódigo[7] geral, onde estão definidos os coeficientes parciais a adoptar

Segundo o EC2.P2[2] a adopção de coeficientes parciais de segurança para as acções deve seguir um dos seguintes formatos de aplicação

$$\gamma_{Rd} \cdot S \cdot (\gamma_G \cdot G + \gamma_Q \cdot Q); \quad S(\gamma_G \cdot G + \gamma_Q \cdot Q); \quad \gamma_{Rd} \cdot \gamma_{Sd} \cdot S \cdot (\gamma_G \cdot G + \gamma_Q \cdot Q) \quad (3)$$

onde, $\gamma_{Rd} = 1,06$, representa o coeficiente de segurança parcial relativamente às incertezas do modelo quanto a resistências e $\gamma_{Sd} = 1,15$, representa o coeficiente de segurança parcial relativamente às incertezas do modelo quanto às acções ou aos seus efeitos.

Definidas as condições de aplicabilidade dos coeficientes de segurança das acções ou efeitos das acções e a sua importância nas combinações de acções (ou efeitos de acções), proporcionando por isso um correcto dimensionamento da estrutura, ver-se-á, no parágrafo seguinte, quais os coeficientes de segurança parciais dos materiais e o seu formato de aplicação, de modo a efectuar-se a verificação de segurança.

2.2. Coeficientes de segurança para os materiais

O EC2.P1[1] preconiza a utilização de coeficientes parciais de segurança, em a.n.l., directamente nas relações constitutivas. Para o betão, recomenda a utilização de valores de cálculo, f_{cd} , obtidos pela divisão dos valores característicos, f_{ck} , por um factor de segurança, γ_c , que pode tomar o valor 1,20 ou 1,50, na determinação das deformações ou na verificação de segurança aos estados limite últimos de secções críticas, respectivamente. Consoante o tipo de problema, avaliação de deformações ou de resistências, aplicam-se coeficientes de minoração distintos. Para o aço, o coeficiente parcial a adoptar é $\gamma_s = 1,15$, aplicado de forma idêntica, por minoração do valor característico da resistência do aço, f_{yk} , dando origem ao valor de cálculo, f_{yd} [9]. O EC2.P2[2], por sua vez, preconiza a utilização de

coeficientes parciais em a.n.l., directamente nas relações constitutivas dos materiais, com valores distintos e como factores majorativos. O coeficiente parcial de resistência para o betão, γ_{cf} , que multiplica os valores característicos, f_{ck} , é determinado pelo aumento de 10% do quociente entre os coeficientes de segurança parciais do aço e do betão definidos pelo EC2.P1[1],

$$\gamma_{cf} = 1,10 \cdot \frac{\gamma_s}{\gamma_c} \quad (4)$$

tomando o valor aproximado de 0,84.

Para o aço, o procedimento é idêntico, afectando o seu valor característico, f_{yk} , pelo coeficiente parcial de resistência do aço, $\gamma_{sf} = 1,10$ (equivalente à utilização de um valor médio da resistência do aço).

3. ANÁLISE AO NÍVEL DA RESISTÊNCIA DA SECÇÃO

As relações constitutivas a adoptar em a.n.l. ou para o cálculo de efeitos de 2ª ordem são, segundo o EC2[1][2], para o betão, diagramas tensões-extensões referentes a cargas de curta duração, caracterizadas pelo módulo de elasticidade, E_c , (correspondente ao módulo de elasticidade secante para uma tensão de $0,4 \cdot f_c$), pela resistência à compressão do betão, f_c , e pela extensão correspondente à tensão máxima, ϵ_{c1} , e para o aço, diagramas tensões-extensões caracterizados pela sua tensão de cedência, f_{sy} , e pelo seu modo de elasticidade, E_s , podendo ou não ser considerado o endurecimento pós-cedência (através da consideração do módulo de elasticidade do respectivo troço, E_{s1}). Neste trabalho não foi considerado o endurecimento pós-cedência do aço.

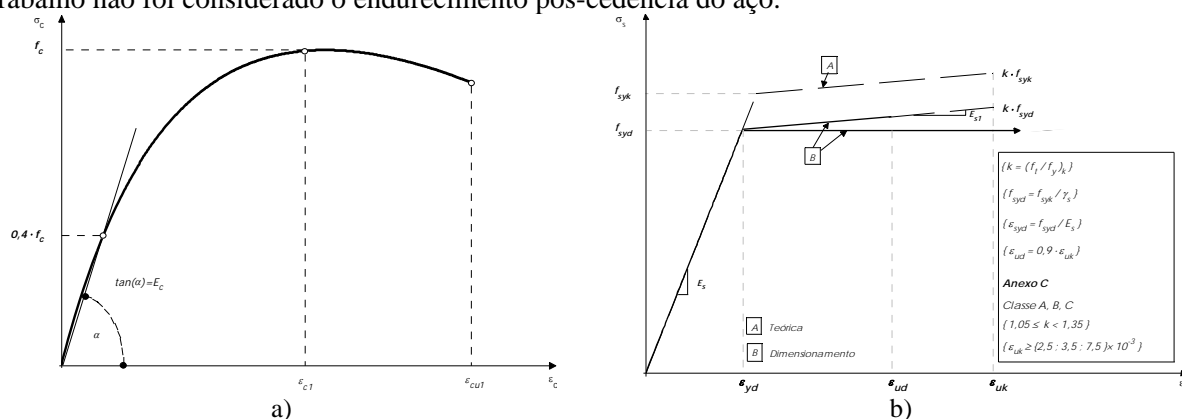


Figura 2. a) Relação constitutiva do betão, b) relação constitutiva do aço - EC2.P1[1], [8].

Para uma análise comparativa eficaz aos efeitos de 2ª ordem que as metodologias pressupõem, utilizou-se o modelo estrutural de um pilar em consola, de secção transversal ($0,50 \times 1,00 \text{ m} \times \text{m}$) e os materiais Betão C35/45 e Aço A500 NR, sujeito a um esforço axial de compressão e a uma força horizontal. De acordo com o EC2.P1[1], os valores característicos das relações constitutivas dos materiais foram afectados pelos coeficientes parciais de segurança (minorativos) $\gamma_c = 1,50$, $\gamma_{cE} = 1,20$ e $\gamma_s = 1,15$, e pelo EC2.P2[2], pelos coeficientes parciais de segurança (majorativos) $\gamma_{cf} = 0,84$, $\gamma_{cE} = 1,00$ e $\gamma_{sf} = 1,10$. As propriedades daqueles materiais afectados por estes coeficientes resultaram, respectivamente: pelo EC2.P1[1] - $f_{cd,P1} = 35/1,50 = 23,30 \text{ MPa}$; $E_{cd,P1} = 30,60/1,20 = 25,50 \text{ GPa}$; $\epsilon_{c1} = -2,25 \text{ ‰}$; $\epsilon_{cu} = -3,50 \text{ ‰}$; $f_{sd,P1} = 500/1,15 = 435 \text{ MPa}$; $E_{sd,P1} = 200/1,00 = 200 \text{ GPa}$ e $\epsilon_{suk} = 50 \text{ ‰}$; pelo EC2.P2[2] - $f_{cd,P2} = 0,84 \times 35 = 29,40 \text{ MPa}$; $E_{cd,P2} = 30,60 \text{ GPa}$; $f_{sd,P1} = 1,10 \times 500 = 550 \text{ MPa}$; $E_{sd,P2} = 200/1,00 = 200 \text{ GPa}$ e $\epsilon_{suk} = 50 \text{ ‰}$.

3.1. Estudo comparativo das envolventes resistentes da secção

As figuras seguintes apresentam as envolventes resistentes de esforços axiais-momentos flectores da secção, obtidas em análises fisicamente não lineares, fazendo variar a excentricidade (relação entre o momento flector e o esforço axial instalados na secção) nos sucessivos caminhos de carga, entre as situações de compressão e de tracção puras.

As curvas de interacção de esforços que se apresentam na Fig. 3 a) foram obtidas por aplicação dos formatos de segurança adoptando os seguintes parâmetros: valores médios ($f_{cm} = f_{ck} + 8$; $f_{sm} = 1,1 \times f_{syk}$); valores característicos (f_{ck} ; f_{syk}); valores de cálculo (EC2.P1[1] – ($f_{cd,1} = f_{ck}/1,50$; $f_{syd,1} = f_{syk}/1,15$) e EC2.P2[2] – ($f_{cd,2} = 0,84 \times f_{ck}$; $f_{syd,2} = 1,1 \times f_{syk}$)).

Por aplicação dos coeficientes de segurança globais ($\gamma_O = 1,20 \times 1,06$ e $\gamma_{O'} = 1,27$) à curva de resistência proposta pelo EC2.P2[2], obtiveram-se por fim as curvas que se apresentam na figura 3 b). É possível verificar-se que da aplicação dos coeficientes globais foram geradas envolventes resistentes muito próximas da envolvente de cálculo, registando-se oscilações apenas nas zonas de máximo momento flector.

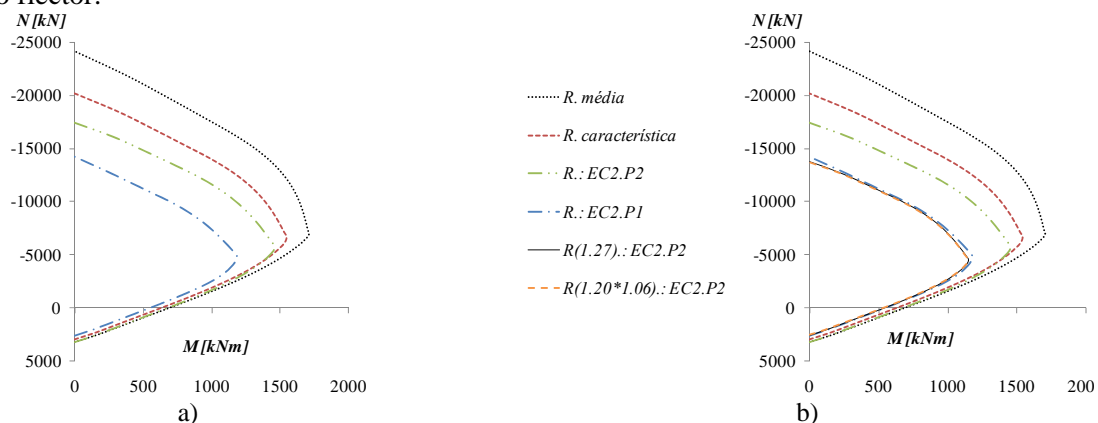


Figura 3. a) Envolventes da resistência da secção: valores médios, valores característicos, EC2.P1 e EC2.P2; b) envolventes de resistência da secção por aplicação dos coeficientes globais (EC2.P2).

3.2. Influência dos coeficientes globais e coeficientes parciais na resistência da secção

Uma forma de comparação possível das envolventes resistentes obtidas é o recurso ao estabelecimento da relação ν/μ para os casos em análise, tal como proposto por Vinagre [10] em que, o parâmetro ν/μ representa o inverso da excentricidade dos esforços na rotura, adimensionalizada pela altura da secção, h :

$$\frac{\nu}{\mu} = \frac{N_{sd}}{M_{sd}} \cdot h = \frac{h}{e_d} \quad (5)$$

onde ν , μ e e_d representam respectivamente, o momento flector reduzido, o esforço axial reduzido e a excentricidade dos esforços de cálculo, tendo-se considerado N_{sd} positivo à compressão. Este método permite a comparação entre os modelos, para diferentes histórias de carga, obtendo uma informação no espectro de respostas possíveis. Assim, proceder-se-á a uma análise comparativa da capacidade resistente com a história de carga através da relação dos diferentes casos com a envolvente característica.

Realçando que a evolução do coeficiente global de segurança depende da excentricidade dos esforços e tomando como referência a envolvente característica (calculada a partir das relações constitutivas características dos materiais), foi possível obter essa relação, tal como se ilustra na Fig. 4 a).

Numa primeira análise é possível observar que as curvas correspondentes aos coeficientes globais γ_O e $\gamma_{O'}$ (EC2.P2[2]) são interiores à curva de cálculo (EC2.P1[1]) em todo o historial do carregamento. No entanto, é referido em estudos anteriores [10][11], que em análises fisicamente não lineares, a capacidade resistente está directamente relacionada com a história de carga nela aplicada à estrutura ou secção. É referido, ainda, que esta impede que um formato de segurança, baseado num coeficiente global para os materiais, seja aplicável em carregamentos não totalmente parametrizados.

Com base na Fig. 4 a) estabeleceram-se situações de análise dos coeficientes em relação aos valores característicos (assinalados à esquerda da figura), com correspondência directa a zonas das

envolventes de resistência da secção, de modo a compreender a evolução dos coeficientes globais e dos coeficientes parciais. Assim, nesta figura apresentam-se, para diferentes histórias de carregamento (caracterizados pelo nível de excentricidade dos esforços actuantes), as diferenças registadas na capacidade resistente, permitindo analisar a influência nos resultados de diferentes parâmetros[8].

A análise detalhada daquelas situações permite concluir:

situação 1 – situação em que é possível observarem-se os pontos do historial de carregamento de predominância das tracções associadas à rotura pelo aço (**zona 1**), indicando uma calibração adequada dos coeficientes globais e dos coeficientes parciais. O acréscimo dos valores iniciais dos coeficientes reporta-se, essencialmente, a situações de rotura por cedência do aço com alguma contabilização da contribuição do betão pós fendilhação (*tension stiffening*) nas resistências da secção;

situação 2 – situação de transição onde os distintos coeficientes começam gradualmente a perder influência relativa à curva característica. Pode observar-se o início do afastamento das curvas correspondentes aos coeficientes envolvidos. A correspondente **zona 2** indica a aproximação de regiões de momentos máximos e de aumento gradual do esforço axial de compressão, associados ao respectivo equilíbrio das relações constitutivas do aço e do betão na rotura. Pode concluir-se que o comportamento dos coeficientes não sofreu, em geral, grandes alterações em relação à situação 1/zona 1;

situação 3 – situação de perturbação no comportamento dos coeficientes envolvidos, resultante da alternância do tipo de rotura (pelo betão ou pelo aço) associada à secção (**zona 3**): para uma mesma história de carga, a curva mais exterior corresponde ainda a roturas pelo aço enquanto na interior se inicia a região de roturas pelo betão. Em geral, os coeficientes envolvidos apresentam, a dada altura, uma diminuição acentuada de valor, conquanto os coeficientes globais apresentem uma diminuição menos acentuada. Observa-se um ligeiro afastamento das curvas em análise, embora pouco significativo. Nesta zona é perceptível a região a partir da qual a rotura é essencialmente condicionada pelo betão;

situação 4 – zona de compressões elevadas (**zona 4**, de pequena excentricidade do esforço axial de compressão), onde as curvas relativas aos coeficientes globais γ_0 e γ_0' (EC2.P2[2]) continuam a apresentar valores próximos à curva relativa ao EC2.P1[1]. Apesar do decréscimo acentuado dos valores observados, pode-se concluir que neste troço do historial de carga continua a existir uma calibração adequada dos coeficientes envolvidos. Nesta região, o comportamento é dominado pela relação constitutiva do betão, a qual condiciona o tipo de rotura. Refira-se, igualmente, que é expectável que a este nível de excentricidade (muito reduzida) quando ocorram em elementos estruturais esbeltos, as roturas sejam condicionadas pela perda de estabilidade.

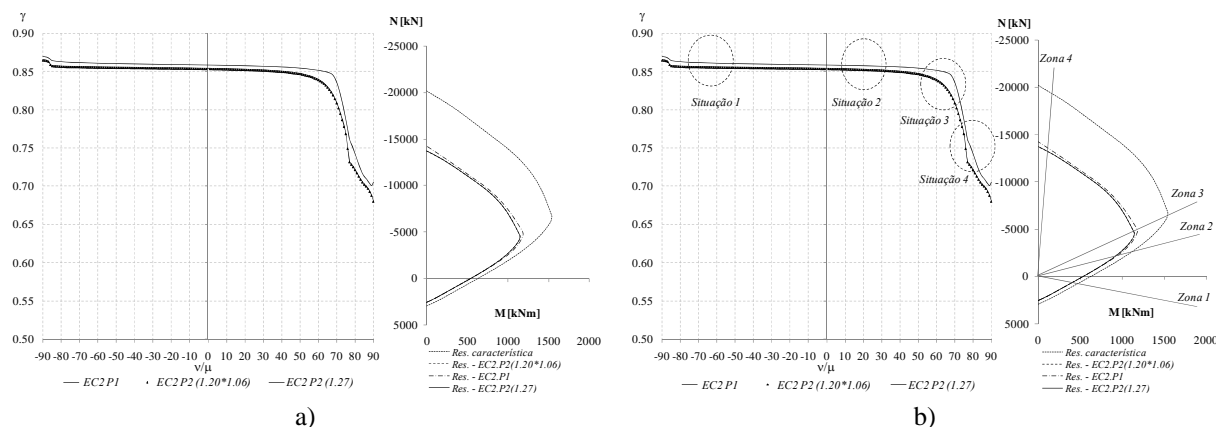


Figura 4. a) Evolução dos coeficientes parcial/global de segurança com o parâmetro de carga v/μ ;
b) correspondência entre a situação de carga e a zona de interacção dos esforços N-M.

Da análise anterior foi possível concluir que, em geral, a aplicação dos coeficientes globais, $\gamma_0 = 1,20 \times 1,06$ e $\gamma_0' = 1,27$, conduzem a valores conservativos em todo o historial do carregamento,

apresentando-se sempre abaixo da curva gerada por aplicação dos coeficientes parciais propostos na metodologia do EC2.P1[1]. Conclui-se, ainda, que a margem de erro associada é muito baixa, sendo inferior a um ponto percentual na quase totalidade da história de carga, atingindo sectorialmente o máximo de 3,9 pontos percentuais apenas nas zonas de transição ($\nu/\mu=70$ a $\nu/\mu=80$ onde os diferentes tipos de rotura (pelo betão ou pelo aço) estão associados à alternância das relações constitutivas respectivas, ou ainda, no último troço ($\nu/\mu=90$) que corresponde a uma zona de compressão pura[8]. A aproximação/distanciamento dos coeficientes envolvidos deve-se, por um lado, aos distintos modos de aplicação dos referidos factores de segurança (parciais e globais) e, por outro, à heterogeneidade dos materiais com as respectivas relações constitutivas, que no decorrer da história de carga se encontram necessariamente sob diferentes domínios: betão ou aço. Por último, refira-se que o coeficiente global γ_0 é o mais conservativo, embora, de aplicação mais complexa pois pressupõe duas etapas: obtenção da resistência máxima admissível e consequente aplicação do factor $1,20$ através de uma análise física e geometricamente não linear - $A_{nl}F_{nl}G$ - seguida da afectação do coeficiente minorativo que pretende ter em conta as incertezas do modelo quanto às resistências, considerado igual a $1,06$. Por este facto, o regulamento permite a aplicação do coeficiente global $1,27$, de aplicação directa na a.n.l., permitindo alcançar valores ligeiramente superiores, embora abaixo dos valores de cálculo (EC2.P1[1]). Esta circunstância possibilita anular a desvantagem atribuída em estudos anteriores[10] (diferentes modos de aplicação) aos coeficientes globais face os coeficientes parciais, não permitindo, consequentemente e em ambos os casos, que se exceda durante a análise e em nenhuma secção crítica, os esforços resistentes de dimensionamento.

4. AVALIAÇÃO DA DEFORMABILIDADE LATERAL DOS ELEMENTOS (EFEITOS DE 2ª ORDEM)

4.1. Discretização do pilar tipo

Adoptou-se uma estrutura simples e isostática: pilar em consola com a secção e materiais definidos em §3, solicitado por acções verticais e horizontais na sua extremidade livre, com a geometria e discretização apresentadas na figura seguinte. Na modelação da secção foram consideradas as propriedades geométricas que se apresentam na Fig. 5[8].

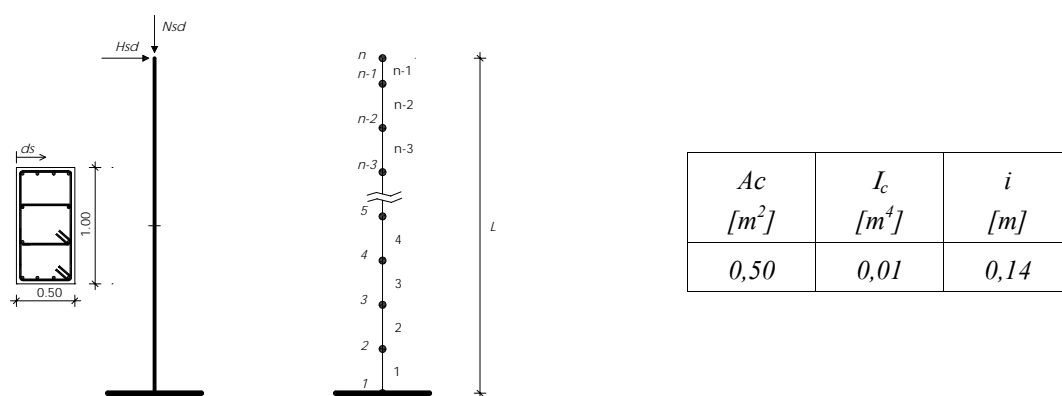


Figura 5. Estrutura do pilar: geometria e dimensões; discretização do modelo; propriedades geométricas da secção.

Em modelos estruturais do tipo consola, o comprimento de encurvadura é o dobro do comprimento real do pilar, pelo que, com base nos valores de esbelteza, pequena, moderada, elevada e muito elevada, (diferentes sensibilidades aos efeitos de 2ª ordem), obtiveram-se as diferentes alturas do pilar em estudo, que se indicam na Quadro 2 a). Considerou-se o pilar sujeito às acções indicadas na Quadro 2 b), escolhidas de forma a conduzir a um esforço axial reduzido próximo de $0,80$. Refira-se que as análises foram efectuadas num programa[10] de análise não linear física e geométrica, desenvolvido para estruturas de betão armado.

Quadro 2. a) Altura e esbelteza do pilar tipo; b) solicitação vertical e horizontal.

a)			b)	
Pilar tipo			Esforços actuantes	
Esbelteza λ	L_0 [m]	L [m]	N_{Sd} [kN]	H_{Sd} [kN]
40,00	5,76	2,88	9723,97	117,75
60,00	8,64	4,32		
80,00	11,55	5,77		
100,00	14,44	7,22		

$\nu = 0,80$

4.2. Resultados das análises não lineares

As a.n.l. até a rotura permitiram obter os esforços finais associados ao EC2.P1[1], e os alcançados pelo EC2.P2[2] foram reduzidos pelo coeficiente global de segurança $\gamma_{O'} = 1,27$ como se apresenta na Fig. 6 a) para um caso de um pilar com a esbelteza média ($\lambda = 60$). Refira-se que a metodologia do EC2.P2[2] propõe, em geral, o coeficiente global $\gamma_O = 1,20$, seguido da aplicação linear, do coeficiente parcial de segurança $\gamma_{Rd} = 1,06$ que pretende ter em conta as incertezas do modelo em relação às resistências. Por sua vez, é ilustrada na Fig. 6 b) as principais diferenças resultantes da aplicação das duas metodologias, podendo-se, comparativamente, verificar que: os níveis de carga aplicados, bem como os momentos de 1ª ordem associados, são idênticos; as duas metodologias conduzem a diferenças significativas nos efeitos de 2ª ordem que pressupõem[8].

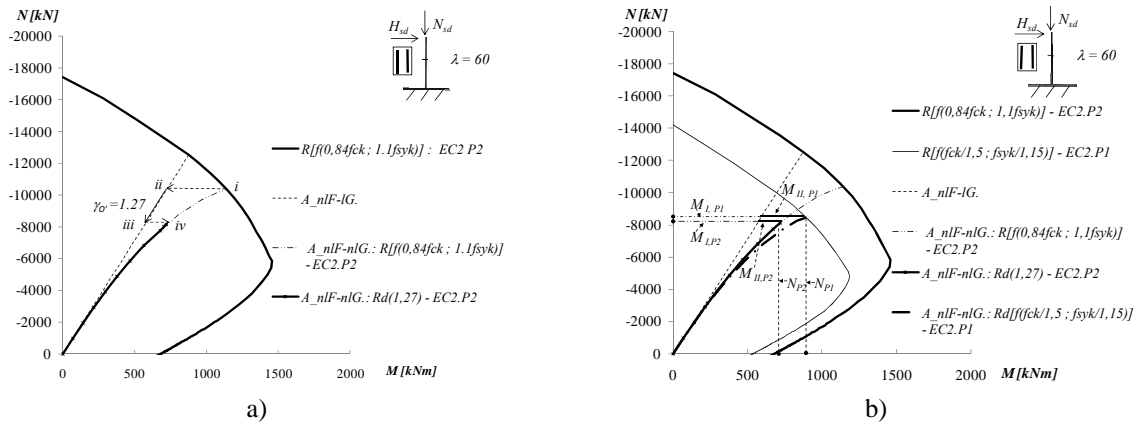


Figura 6. a) Metodologia do EC2.P2; a.n.l. até a rotura; aplicação do coeficiente global $\gamma_{O'} = 1,27$; b) diferenças alcançadas nos efeitos de 2ª ordem segundo as duas metodologias ($\lambda = 60$);

Os resultados das análises efectuadas, por variação do parâmetro da esbelteza (de baixa a alta, Fig. 7 a Fig. 7) dos elementos, permitiram concluir que: as duas metodologias admitem comportamentos dis-

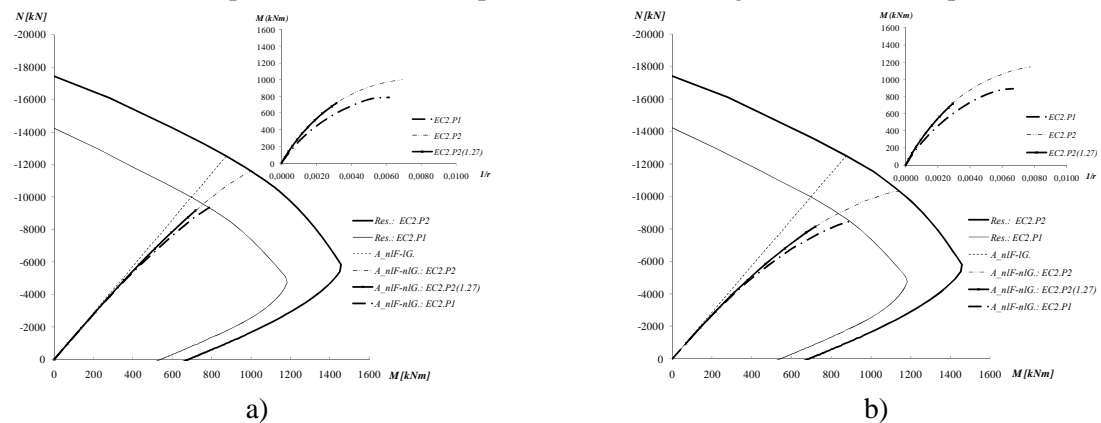


Figura 7. Diferenças alcançadas nos efeitos de 2ª ordem segundo as duas metodologias e respectiva relação momento curvatura: a) $\lambda = 40$; b) $\lambda = 60$.

tintos para diferentes casos de rotura; as duas metodologias apresentam, para níveis de carregamento idênticos, diferentes comportamentos, com consequentes diferenças nos efeitos de 2ª ordem; a importância da esbelteza do elemento pode condicionar de forma diferente os resultados. De facto quando as roturas ocorrem por instabilidade não se atingem as envolventes o que afecta os resultados, evidenciando-se como a curvatura das secções é considerada distintamente em cada metodologia. Este facto é, igualmente, notado nas roturas por perda de capacidade da secção mas sem evidenciar diferenças significativas na variabilidade dos resultados de cada metodologia.

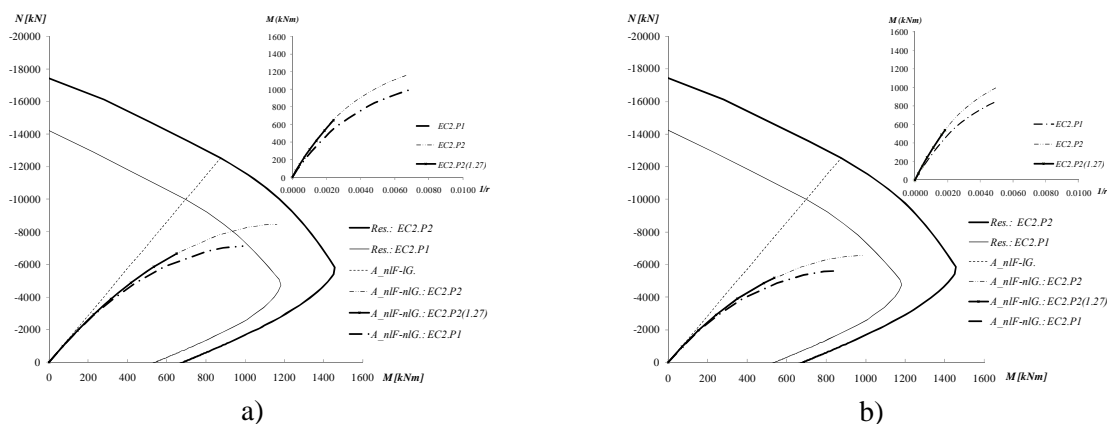


Figura 8 Diferenças alcançadas nos efeitos de 2ª ordem segundo as duas metodologias e respectiva relação momento curvatura: a) $\lambda \square = 80$; b) $\lambda \square = 100$.

Globalmente, e como se pode observar na Fig. 9 a), os valores dos parâmetros de carga na rotura associados aos dois métodos são muito próximos para todos os casos de esbelteza considerados, diferindo ligeiramente nas situações de maior esbelteza. Conclui-se, por isso, que ambas as metodologias permitem atingir níveis de carga na rotura semelhantes. No entanto, quando se analisam os momentos de 2ª ordem associados às duas metodologias, constata-se diferenças significativas a partir do pilar menos esbelto, variando para mais do dobro, em cada caso de aumento de esbelteza do pilar considerado, enquanto não é atingida a rotura por perda de estabilidade, para a mesma situação de carga, nas duas metodologias. Quando a instabilidade ocorre simultaneamente, existe, naturalmente, uma grande redução das curvaturas alcançadas.

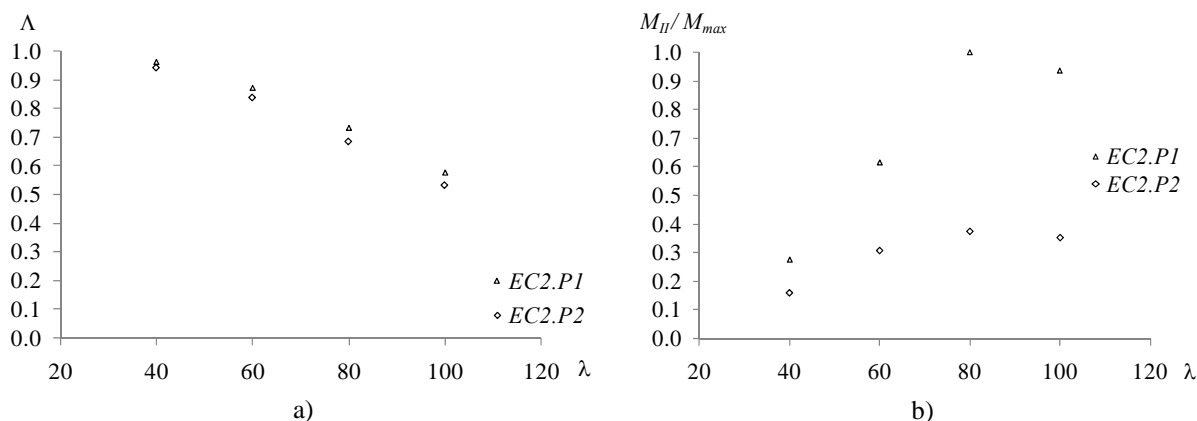


Figura 9. a) Comparação dos parâmetros de carga em cada caso de esbelteza estudado ($\lambda \square = 40, 60, 80$ e 100); b) comparação dos momentos de 2ª ordem adimensionalizados em cada caso de esbelteza estudado.

5. PRINCIPAIS CONCLUSÕES

O estudo paramétrico efectuado permitiu concluir, entre outros, existir uma adequada calibração do coeficiente global face aos coeficientes parciais de segurança, indiciando, no entanto, uma menor variabilidade dos resultados, particularmente nas zonas de momentos flectores máximos.

Estendendo-se o estudo ao elemento estrutural em consola, confirmou-se a boa calibração dos coeficientes ao nível das cargas admissíveis, muito embora o cenário se tenha revelado completamente diferente, no que respeita os efeitos de 2ª ordem. De facto, as diferenças registadas com este modelo de cálculo (pilar em consola, onde a curvatura da secção de encastramento é a condicionante na deformação da estrutura), evidenciaram as grandes diferenças das metodologias analisadas. Numa primeira fase, ela ocorre ao nível das relações constitutivas resultantes dos diferentes coeficientes parciais de segurança (minorativos, por um lado, e majorativos por outro) e, numa segunda fase, pelo tipo de análise de cada uma das metodologias:

- análise efectuada, de forma directa, até à rotura pela metodologia do EC2.P1[1] onde os efeitos de 2ª ordem introduzidos pressupõem uma rotação máxima na secção do encastramento;
- análise efectuada, de forma indirecta, considerando-se alcançada a situação de colapso numa fase distanciada da rotura e, conseqüentemente, em que a secção de encastramento apresenta ainda uma deformação limitada (EC2.P2[2]).

A metodologia proposta pelo EC2.P1[1], actualmente associada, na prática, aos mecanismos usuais de projecto (método directo de análise) apresenta uma menor complexidade de cálculo, em análises não lineares, mas pressupõe a ocorrência de momentos de 2ª ordem muito mais significativos.

A proposta regulamentar do EC2.P2[2], apesar de conduzir à obtenção de menores momentos de 2ª ordem, requer uma maior complexidade de cálculo.

O parâmetro de esbelteza do elemento permite diferenciar os resultados da aplicação das distintas metodologias associadas ao tipo de rotura: por perda de resistência ou por perda de estabilidade.

6. REFERÊNCIAS

- [1] Eurocode 2 - Design of concrete Structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings (EN 1992-1-1:2004: E), Bruxelas, Dezembro, 2004.
- [2] Eurocode 2 - Design of concrete structures. Part 2: Concrete bridges - Design and detailing rules (prEN 1992-2:2004: E), Bruxelas, Dezembro, 2004.
- [3] CERVENKA, V. - Probabilistic estimate of global safety factor - Comparison of safety formats for design based on non-linear analysis, 2006.
- [4] EIBL, J. - Safety considerations for nonlinear analysis - Structural concrete, IABSE colloquium, pp. 337-342, Stuttgart, 1991.
- [5] MANCINI, G. - Non linear analysis and safety format for practice: proceedings of the 1st fib Congress, Osaka, Japan, 2002.
- [6] MANCINI, G. - On the procedure to be adopted for the non linear analysis of monodimensional elements in reinforced concrete - Comité Euro International du Béton, Bulletin d'Information n° 178/179, March, 1987.
- [7] Eurocode - Basis of Structural Design (Final Draft) - prEN 1990, Bruxelas, Julho de 2001.
- [8] SANTOS, J. P. - Formatos de segurança em análises não lineares propostos pelo EC2: análise comparativa na avaliação dos efeitos de 2ª ordem - Tese de Mestrado, IST, Setembro de 2008.
- [9] WESTERBERG, B. - Second order effects in slender concrete structures - Background to the rules in EC2, Abril, 2004.
- [10] VINAGRE, J. - Avaliação de efeitos de 2ª ordem em edifícios de betão armado - Tese de Doutoramento, IST, Lisboa, Março de 1997.
- [11] VINAGRE, J.; Câmara, J.; Pinto, A. - Metodologia para a verificação da segurança em análises não lineares - 5º Encontro nacional sobre estruturas pré-esforçadas, FEUP, Porto, 2-4 de Novembro, 1994.